

PERFILES NORMATIVOS DE DEMANDAS POR VIENTO INTENSO EN ESTRUCTURAS ESBELTAS

Edgar Tapia Hernández

Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco,
Edificio 4P, 2o Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: etapiah@azc.uam.mx

Santiago de Jesús Ibarra González

Estudiante de Maestría, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: tiosanti_012@hotmail.com

RESUMEN

En este artículo se presenta un estudio comparativo sobre los criterios normativos para la determinación de la velocidad y fuerzas de diseño de seis reglamentos internacionales especializados en estructuras esbeltas. El objetivo principal del artículo es hacer notar que la complejidad teórica en la determinación de los patrones del viento no debería estar relacionada con ecuaciones o procedimientos sofisticados; sino que con base en los resultados podrían considerarse una simplificación en las formulaciones.

SUMMARY

In this paper, a comparative study of the criterion for the velocity and wind forces determination are presented. Six international codes specialized in slender structures were considered. The main purpose of the paper is to note that the complexity of the determination of the wind load patterns is not amenable to its description by sophisticated equations or procedures. According to the results, simpler formulations might be considered.

1. INTRODUCCIÓN

En flujos externos no confinados, el fluido se mueve y puede desplazarse libremente alrededor de superficies sólidas. Por esto, si el fluido está lejos del cuerpo puede considerarse prácticamente no viscoso, mientras que se utiliza la teoría de capa límite para determinar el movimiento en la capa viscosa cerca de las paredes del sólido que supone un fluido no viscoso. Aunque sería posible interactuar la zona viscosa con la zona no viscosa con modelos matemáticos, no existe una teoría simple para el análisis de flujos externos en el intervalo de números de Reynolds desde 1 hasta alrededor de 1000. Estos flujos de capas viscosas se estudian experimentalmente o con modelos numéricos que posteriormente se estandarizan en reglamentos para el diseño por viento.

Los patrones de carga normativos por demandas de viento en la mayoría de los reglamentos se basan en la propuesta matemática sofisticada desarrollada en la década de los sesentas, por ejemplo Davenport (1961). Entonces, cada reglamento propone un patrón de cargas basado en mediciones locales y simplificaciones para su aplicación. Dada la amplia variedad de tipos de tormenta y al hecho que no hay dos tormentas iguales es comprensible que no sea posible, incluso estadísticamente, predecir con precisión perfiles de viento, incluyendo sus variaciones espaciales y temporales (Peyrot 2009).

En este artículo se presenta un estudio comparativo entre los criterios de distintos reglamentos internacionales especializados en la determinación de patrones de carga laterales centrando la atención en la presión del viento aplicados a estructuras esbeltas. Los autores reconocen los enormes esfuerzos en el desarrollo de los procedimientos normativos; tal que este estudio pretende enfatizar las incertidumbres y poner en evidencia que la complejidad de la formulación no es justificable; sino que es necesario simplificar los planteamientos.

1.1 Reglamentos comparados

Se seleccionaron reglamentos internacionales especializados en la determinación de los efectos del viento en estructuras esbeltas. Se incluyen los criterios propuestos en el reglamento publicado en conjunto entre Nueva Zelanda y Australia cuya más reciente versión AS/NZS 1170.2 se publicó en el 2011 (AS/NZS-11). El reglamento hindú IS:875, ya que es uno de los más utilizados en Asia (IS875-87 2003).

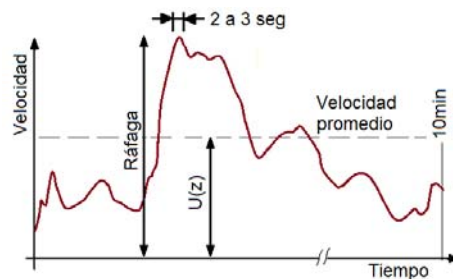
En los Estados Unidos, la Sociedad Norteamericana de Ingenieros Civiles (ASCE por sus siglas en inglés) establece las acciones mínimas para el diseño de edificios otras estructuras en el reglamento ASCE 7-10 (2010) que es aplicable en todo el país.

El Instituto de Arquitectura de Japón (AIJ por sus siglas en inglés) desde 1886 ha promovido el avance y desarrollo de la ciencia y la tecnología relacionada con la ingeniería y la arquitectura en Japón. El AIJ no es una organización gubernamental, sino una organización sin fines de lucro de arquitectos, ingenieros e investigadores de todas las áreas relacionadas con la ingeniería y arquitectura que publica los requisitos para el diseño por viento en el reglamento AIJ-06 (2006).

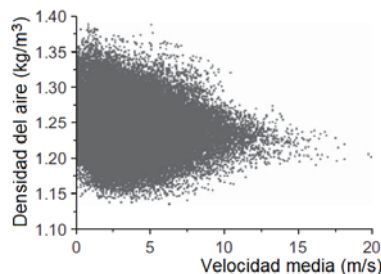
En el caso de México, no existe un reglamento que sea aplicable a todo el país, sino que los municipios tienen la facultad de establecer reglamentos locales, que en ocasiones se basan en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, cuya más reciente versión es del 2004 (RCDF-04), donde las particularidades sobre el diseño por viento se establecen en las Normas Técnicas Complementarias (NTCV-04). De igual forma, en este estudio se comentarán los criterios establecidos en la más reciente versión del Capítulo de Diseño por Viento del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08). El MOC-CFE-08 no es un reglamento, sino un manual que inicialmente fue concebido para obras relacionadas con la industria eléctrica; sin embargo, es ampliamente utilizado por los diseñadores para la determinación de fuerzas eólicas, a falta de un reglamento nacional.

Los reglamentos comparados establecen una metodología que asume que existe una altura gradiente (un poco arbitraria) en la cual hay un viento hipotético sin turbulencia, que se mantiene constante durante al menos 10 minutos. En la realidad, dado que la intensidad del viento es variable (figura 1a) se establece el promedio de la velocidad en un intervalo de tiempo para establecer la velocidad de diseño, teniendo en cuenta que la ráfaga (demanda máxima) dura sólo 2 a 3 segundos. Este criterio es comúnmente utilizado en el cálculo de perfiles de vientos de origen continental (flujo laminar), pero también es usado para la representación de perfiles de viento relacionados con huracanes (ciclones ó tifones) y fenómenos de ráfaga repentina (*downburst*). Particularmente, en los reglamentos de este estudio se considera que el periodo de 10 minutos es adecuado para obtener una buena representación de la velocidad media del viento independientemente del fenómeno que lo origine, puesto que considerar el uso de periodos mayores (por ejemplo 60 minutos), relaciona los perfiles con fenómenos estacionarios.

Este criterio depende de la densidad del aire ρ (figura 1b), que es variable, puesto que depende de la temperatura del aire en el momento de realizar la medición, la presión barométrica y, estrictamente hablando, también de la humedad relativa. Cuando la velocidad del viento es baja se nota una alta variabilidad de la densidad del aire que define el perfil de velocidad normativo; sin embargo, cuando la velocidad aumenta (más de 14m/s), la magnitud tiende a $\rho=1.25 \text{ kg/m}^3$ (Kasperski 2009). Esta variabilidad es complicada de evaluar en condiciones reales, por lo que los reglamentos establecen magnitudes constantes de diseño de la densidad del aire. Por ejemplo, los códigos de este estudio proponen magnitudes entre $\rho= 1.20 \text{ kg/m}^3$ y $\rho= 1.22 \text{ kg/m}^3$, aunque en ocasiones la magnitud está *oculta* en la ecuación para el cálculo de la velocidad de diseño, que se discutirá más adelante.



a) Definición del viento promedio en un periodo de 10 minutos



b) Relación entre la densidad del aire y la velocidad media (adaptada de Kasperski 2009)

Figura 1. Variables relacionadas con el viento promedio

Ahora, debido a la rugosidad del suelo, el viento medio disminuye conforme se acerca a la superficie por fricción y turbulencia. Esa turbulencia depende de la rugosidad del terreno que está un tanto arbitrariamente definida por 3 a 5 categorías según cada reglamento; de manera que los efectos estimados no son una cantidad medida, sino que son una aproximación estadística de lo que se esperaría para una cierta condición. Algunos reglamentos incluyen fotografías con el propósito de orientar al ingeniero sin experiencia en la clasificación de las categorías; pero evidentemente, en situaciones reales esas categorías son difíciles de asignar y podrían ser variables con el tiempo o el desarrollo de las ciudades.

Ahora, la determinación de la velocidad de diseño es función de la velocidad regional del viento, el factor de topografía y el perfil de velocidad del viento, donde los coeficientes de arrastre, que dependen del área sólida de la estructura y las direcciones del viento, son utilizados para determinar la presión dinámica (tabla 3.10, NTCV-04; tabla 6.14 AIJ-06; tabla E6a, E6b y E6c, AS/NZS-11; tabla 4.3.19, MOC-CFE-08; tabla 4, IS875-85; figuras 6.21, 6.22 y 6.23, ASCE-05). Los efectos dinámicos del viento son aplicables para estructuras esbeltas con periodos dominantes mayores a $T > 1.0$ seg y/o que la relación altura H contra el ancho D sea mayor a 5 y dependen del periodo fundamental de la estructura, el ancho promedio del área expuesta, el factor de excitación de fondo, el tipo de rugosidad del terreno, el porcentaje de amortiguamiento de la estructura, constantes correctivas, etc.

Entonces, debido a la imposibilidad de caracterizar formas casi infinitas en las que los vientos reales pueden variar, la determinación mediante los criterios de los reglamentos ha ganado credibilidad y se aceptan como soluciones exactas debido a la ausencia de soluciones alternativas, falta de comprensión de sus limitaciones y a la complejidad de las formulaciones (Peyrot 2009), lo que ocasiona que el procedimiento estipulado en los reglamentos sea difícil de asociar a los fenómenos físicos.

2. VELOCIDAD DE DISEÑO V_D

Los reglamentos comparados coinciden en que la magnitud de la velocidad de diseño (ecuaciones 1 a 6) debe depender de los efectos topográficos y efecto de la fricción de la superficie, a través de un factor de variación en la altura (tabla 1). Además, algunos reglamentos incorporan factores que consideran efectos por la dirección del viento, posibles obstáculos adyacentes a la ubicación de la estructura (protección), importancia en zonas ciclónicas (cambios de los perfiles de presión en función del origen de la excitación) y la posibilidad de que el diseñador establezca el periodo de retorno a través de un factor.

$$\text{NTCV-04} \quad V_D = F_{TR} F_a V_R \quad (1)$$

$$\text{AIJ-06} \quad U_H = U_0 K_D E_g k_{rw} \quad (2)$$

$$\text{AS/NZS-11} \quad V_{sit,\beta} = V_R M_d (M_{z,cat} M_s M_t) \quad (3)$$

$$\text{MOC-CFE-08} \quad V_D = F_T F_{rz} V_R \quad (4)$$

$$\text{IS875-87} \quad V_z = V_D k_1 k_2 k_3 k_4 \quad (5)$$

$$\text{ASCE-05} \quad V_z = b \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha V \quad (6)$$

75 Perfiles normativos de demanda por viento intenso en estructuras esbeltas

Tabla 1. Definición de variables para la determinación de la velocidad de diseño

	NTCV-04	AIJ-06	AS/NZS-11	MOC-CFE-08	IS875-87	ASCE-05
Velocidad de diseño	Ec. 3.1.	Ec. 3.2.	Ec. 3.3.	Ec. 3.4.	Ec. 3.5.	Ec. 3.6.
Velocidad regional	V_R se define una tabla en función del periodo de retorno	U_0 se define un mapa con un periodo de retorno de 100 años	V_R depende del periodo de retorno y distingue zona ciclónica o no ciclónica	V_R se define de mapas en función del periodo de retorno y la importancia	V_D se define en un mapa con un periodo de retorno de 50 años	V se define en un mapa para distintas direcciones del viento
Efecto de topografía	F_{TR} considera la rugosidad y topografía, a partir de tablas	E_g considera la inclinación del terreno y la topografía	M_t considera la topografía y se calcula mediante ecuaciones	F_T es el mismo factor de AS/NZS-11	k_3 es el mismo factor de AS/NZS-11	
Efecto de variación en la altura	F_a varía con la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	E_r varía con la altura y la ubicación en 5 tipos de terrenos	$M_{z,cat}$ varía con la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	F_{rz} varía con la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	k_2 varía con la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	$b \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha$ varía con la altura y la ubicación en 3 tipos de terrenos
Efecto de dirección del viento		K_D se define de tablas, depende de la ciudad	M_d se define de tablas en función de la región del país			
Factor de periodo de retorno		k_{rw} se define en función de la velocidad a 500 años			k_I se define en función del tipo de estructura	
Factor de protección			M_s depende de los alrededores de la estructura			
Factor de importancia para zona ciclónica					k_4 se define según el tipo de estructura	

2.1 Periodo de retorno

El periodo retorno está asociado con datos estadísticos de la velocidad regional del viento de cada país, un periodo de retorno mayor indica un diseño más conservador y una reducción de la probabilidad de falla. Con excepción del reglamento japonés (AIJ-06), la magnitud del viento regional se define a partir de tablas o mapas (figura 2) en tres escenarios: a) 10 años para estructuras provisionales con una probabilidad de excedencia de 10%, b) 50 años para estructuras de importancia normal con una probabilidad de excedencia de 2% y c) 200 años con una probabilidad de excedencia de 0.5% para estructuras importantes.

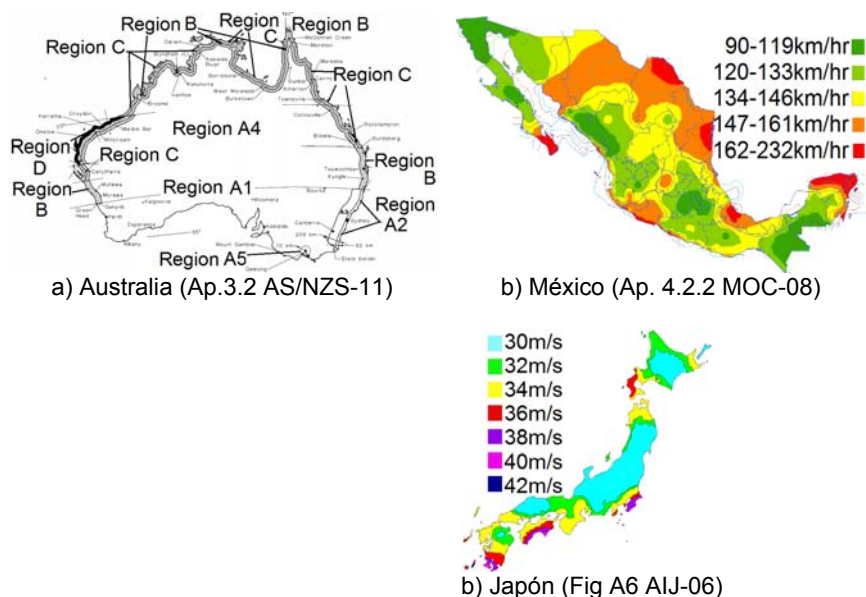


Figura 2. Mapas de velocidades básicas de algunos de los reglamentos comparados

Debido a que la mayoría de los mapas de isovelocidades de los reglamentos son estadísticos (figura 2), no consideran la dirección del viento, sino que consideran que la máxima demanda ocurrirá cuando el ángulo de incidencia es perpendicular al área. Sin embargo, desde un punto de vista probabilista, este efecto de la dirección del viento debe estar relacionado con una incertidumbre importante en la estimación de los perfiles. Por esto, algunos reglamentos (por ejemplo AIJ-06 y AS/NZS-11) incluyen un factor de dirección del viento (tabla 1) para incluir la posibilidad de que la mayor demanda esté relacionada con cualquier dirección de incidencia, con el propósito de tomar en cuenta esta probabilidad en las velocidades regionales establecidas en los mapas.

Además, los criterios y los mapas propuestos simplifican los perfiles normativos, puesto que, estrictamente, deberían considerar las condiciones de clima del territorio, a través de la temperatura del aire, la presión barométrica, humedad relativa, densidad del aire, etc. Por ejemplo, el AS/NZS-11 especifica regiones (figura 2a para la isla de Australia): tres regiones con vientos no ciclónicos (zonas A, W y B) y dos regiones con vientos ciclónicas (zona C y D) en función de la probabilidad de excedencia anual de la velocidad del viento (tabla 3.1 AS/NZS-11).

Pese a que los países involucrados en este estudio son susceptibles a huracanes (monzones o ciclones), el AS/NZS-11 es el único que establece diferentes magnitudes para la determinación de la velocidad regional y periodos de retorno entre vientos continentales y vientos ciclónicos. El ASCE-05 establece un factor de importancia (tabla 6.1 ASCE-05) para vientos en regiones de huracanes diferente, pero únicamente para edificios localizados en terreno campo abierto.

Hasta la revisión del AIJ-2000, el reglamento japonés definía igualmente las velocidades con mapas con base en lo registrado del tifón "Muroto" de 1934; sin embargo, la cantidad de datos disponibles hizo posible hacer curvas de isovelocidades más precisa que se estableció entre 30 a 46 m/s (Okeda *et al.* 2000).

A diferencia de los otros reglamentos, el AIJ-06 incluye un criterio que determina la velocidad de diseño mediante la aplicación de un factor k_{rw} (ecuación 7) que permite que el diseñador pueda elegir el periodo de retorno. En ella, U_{500} es la velocidad del viento con un periodo de retorno de 500 años y U_0 es la respuesta promedio del viento a 10 metros de altura ($\lambda_U = U_{500}/U_0$), donde r es el periodo de retorno deseado de la velocidad regional del viento (Ap. A6.1.7 AIJ-06).

$$k_{rw} = 0.63(\lambda_U - 1) \ln r - 2.9 \lambda_U + 3.9 \quad (7)$$

El propósito de incluir este criterio es transparentar la revisión de los estados límites, donde el mapa de las velocidades con periodo de retorno de 50 años U_0 se debe usar en la revisión del estado límite de servicio; mientras que el periodo de retorno de 500 años U_{500} se debe usar en la revisión del estado límite de seguridad contra colapso (Okeda *et al.* 2000). En la figura 3 se muestra el comportamiento de la ecuación 7 para definir la velocidad asociada a cierto periodo de retorno del AIJ-06. En ella, la velocidad básica U_0 se obtuvo del mapa de isovelocidades que define el reglamento japonés (Fig. A6.3 AIJ-06) y que se muestra en la figura 2c (Okada *et al.* 2000). La velocidad para un periodo de retorno de 500 años U_{500} se definió a partir del mapa correspondiente (Fig. A6.4 AIJ-06) para la misma curva (región) donde se ubicó U_0 .

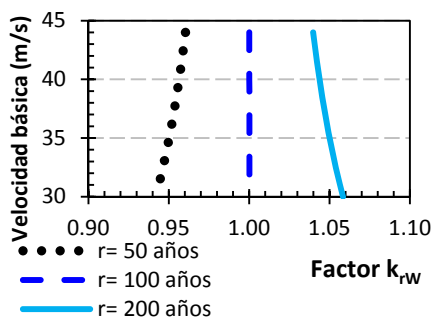


Figura 3. Factor para el periodo de retorno del AIJ-06

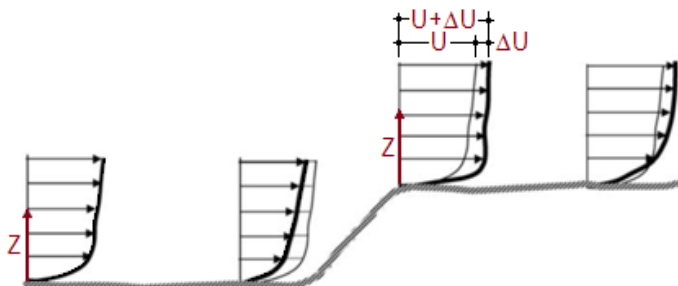


Figura 4 Variación de la velocidad promedio por irregularidades topográficas

(adaptada de AIJC-06)

Se nota que la propuesta del AIJ-06 está calibrada para un periodo de retorno de 100 años (figura 3). Note que para un periodo de retorno de 200 años, el factor disminuye con el incremento de la velocidad, ya que esto implica que para un periodo de retorno alto (mayor importancia de la estructura), la velocidad de diseño es mayor en el continente (menor velocidad regional) que en una zona costera susceptible a huracanes (monzones). En cualquier caso, la tendencia de los resultados no parecen justificar que el cálculo de la velocidad básica deba incluir explícitamente una ecuación que dependa del periodo de retorno, puesto que complica injustificadamente la aplicación del criterio de cálculo al diseñador.

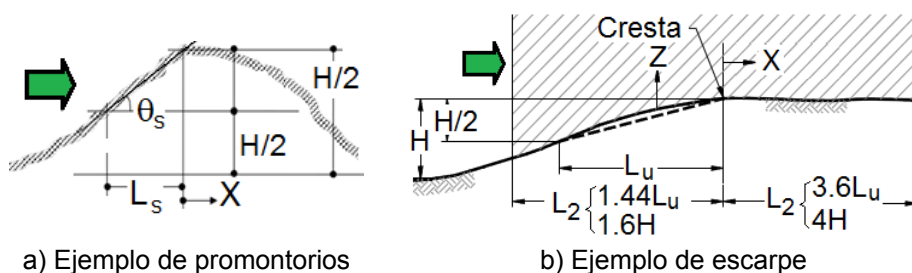
Así, dada una cantidad mínima de investigación y la recopilación de datos, el periodo de retorno pretende incluir la probabilidad estadística del grado y número de fallas que tendrían las estructuras en un periodo de tiempo y con base en lo anterior, los reglamentos comparados establecen criterios que concuerdan entre sí. Sin embargo, dadas las incertidumbres relacionadas con el tamaño de las tormentas y el número de estructuras expuestas, aunado a otras que se discuten más adelante, se debe reconocer la incapacidad implícita de los criterios mostrados para cuantificar la probabilidad de fracaso.

3. EFECTO DE LA TOPOGRAFÍA

Los reglamentos realizan el cálculo del factor de topografía para las diferentes rugosidades del terreno considerando un factor de las condiciones topográficas. Este factor de las condiciones topográficas ($F_T = (U + \Delta U)/U$) pretende considerar el aumento de la velocidad U provocada por la variación de la velocidad ΔU que ocasionan los vórtices generados por las condiciones específicas de la topografía como se muestra en la figura 4. En ella, la línea gruesa indica la velocidad obtenida de las pruebas experimentales, mientras que la línea delgada representa la velocidad obtenida para terreno plano con pocas o nulas obstrucciones.

3.1 Criterio de AS/NZS-11 y MOC-CFE-08

El MOC-CFE-08 y el AS/NZS-11 establecen el mismo criterio para incluir los efectos de las condiciones topográficas, a través del factor F_T (Ap. 4.2.4 MOC-CFE-08) y el factor M_T (Ap. 4.4 AS/NZS-11), donde la determinación depende de la ubicación de la estructura en relación a su posición conforme a escarpes o montículos (ecuaciones 8 y 9). En la figura 5 se muestra la definición de variables, que depende de la altura H , ancho del montículo o escarpe, el ángulo de inclinación θ y la posición de la estructura X .



(adaptada del AS/NZS-11)

(adaptada de MOC-CFE-08)

Figura 5. Definición de parámetros para el factor de topografía

En las ecuaciones, L_u es la distancia horizontal medida desde la mitad de la cresta del promontorio o terraplén $H/2$ (figura 5b). H es la altura del promontorio o escarpe; X_t es la posición de la estructura respecto a la cresta del montículo o escarpe y z_t es la altura de la estructura. L_1 es la escala longitudinal para determinar la variación vertical de F_T , se toma el mayor entre $0.36L_u$ y $0.4H$. L_2 es la escala longitudinal para determinar la variación horizontal de F_T se toma igual a $4L_1$ para promontorio o terraplén en barlovento e igual a $10L_1$ para terraplenes en sotavento.

$$\text{Si } 0.05 \leq H/2L_u \leq 0.45 \quad F_T = 1 + \left[\frac{H_T}{3.5(z_t + L_1)} \right] \left(1 - \frac{|X_t|}{L_2} \right) \quad (8)$$

$$\text{Si } H/2L_u > 0.45 \quad F_T = 1 + 0.71 \left(1 - \frac{|X_t|}{L_2} \right) \quad (9)$$

Si la pendiente de la colina, medida a través de la proporción $H/2L_u$, es menor a 0.05 (pendientes muy ligeras), el factor de topografía es igual a $F_T = 1.0$ ($M_T = 1.0$). Cuando la pendiente está entre $0.05 < H/2L_u < 0.45$, el factor de topografía se determina con la ecuación 8 y si la pendiente es $H/2L_u > 0.45$; es decir, los casos de promontorios o escarpes con pendientes muy abruptas, entonces el factor $H/3.5(z+L_1)$ de la ecuación 8 se debe considerar igual a 1.7 (ecuación 9).

Note que la determinación del factor de topografía según AS-NZS-11 y/o MOC-CFE-08 es altamente dependiente del multiplicador $H/3.5(z+L_1)$ de la ecuación 8, como se muestra en la figura 6. En la figura, se calculó el comportamiento del multiplicador para distintas magnitudes de la inclinación ($H/2L_u$) y una altura constante del promontorio igual a $H = 50$ m.

La magnitud del multiplicador $H/3.5(z+L_1)$ de la ecuación 8 (figura 6a), aumenta gradualmente con el incremento de la pendiente del promontorio desde un terreno prácticamente plano ($H/2L_u = 0.1$, aproximadamente una inclinación de 5.7 grados) hasta que la pendiente es significativa ($H/2L_u = 0.45$, aproximadamente una inclinación de 55.5 grados). Esto se debe a que cuando $H/2L_u < 0.45$, la magnitud de L_1 (ecuación 8) queda regida por $L_1 = 0.36L_u$, lo que ocasiona que el multiplicador y, por consiguiente, el factor de topografía F_T varíen gradualmente (figura 6b). Sin embargo, cuando la pendiente es mucho más abrupta ($H/2L_u > 0.45$), L_1 se define como $L_1 = 4H$ que es constante; esto ocasiona que el multiplicador sea siempre igual a la curva de $H/2L_u = 0.45$. Por esto, si $H/2L_u > 0.45$, deja de ser aplicable el criterio del multiplicador $H/3.5(z+L_1)$ y se debe aplicar la ecuación 9.

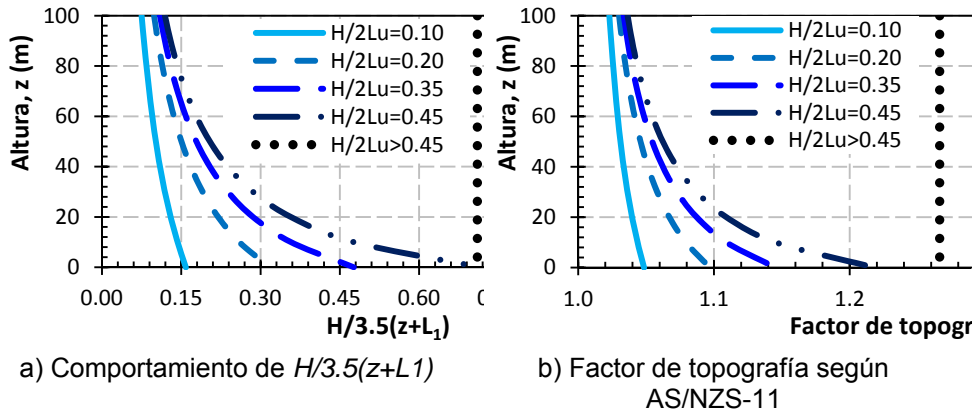


Figura 6. Variación del factor de topografía en función de la inclinación $H_T/2L_u$

Lo anterior provoca que en promontorios o escarpes con pendientes abruptas ($H_T/2L_u > 0.45$), la variación del factor de topografía F_T no sea gradual sino que súbitamente aumente. Por ejemplo, el factor para una estructura de 50 metros aumentaría desde $F_T = 1.062$ hasta $F_T = 1.266$ justo cuando $H_T/2L_u > 0.45$; esto no corresponde con el fenómeno físicamente. Además, en esos casos, el factor F_T deja de ser dependiente de la altura de la estructura Z y también de la inclinación $H/2L_u$ (figura 6b).

3.2 Reglamento japonés AIJ-06

El AIJ-06 define el factor de topografía E_g (ecuación 10, tabla 1) a partir de una ecuación sofisticada que depende de la altura del cambio topográfico H (figura 5), la pendiente de la ladera θ , la altura de la estructura Z , la posición de la estructura X en relación a la cumbre del promontorio o del escarpe y tres parámetros (C_1 , C_2 y C_3) que son magnitudes adimensionales definidas en tablas (tabla A6.4 y A6.5 AIJ-06). Conforme a los comentarios del reglamento (AIJC-06), los parámetros C_1 , C_2 y C_3 están basados en resultados experimentales en túnel de viento en dos dimensiones considerando un terreno II (pocas o nulos obstáculos) con mediciones a cada 10 m hasta los 100 m de altura.

$$E_g = (C_1 - 1) \left\{ C_2 \left(\frac{Z}{H} - C_3 \right) + 1 \right\} \exp \left\{ -C_2 \left(\frac{Z}{H} - C_3 \right) \right\} + 1 \quad (10)$$

El comportamiento del factor E_g se muestra en la figura 7 para un escarpe de 50 metros de altura con pendiente de la ladera de $\theta = 7.5$, 30 y 60 grados (figura 5b). Las curvas describen el comportamiento del factor de topografía en función de la altura de las estructuras Z en metros y de su posición (figura 8); esto es, desde una ubicación 50 metros antes de la cumbre de la escarpe (-50 m) hasta una posición a 400 metros después de la cumbre.

Con base en las pruebas experimentales del AIJ-06, la situación más crítica se presenta en estructuras de baja altura (menores a 30 metros) localizadas a 25 metros después de la cumbre, independientemente de la inclinación de la ladera (figura 7). En todos los casos el incremento de presión asociado a la topografía tiene un perfil que tiende a un patrón triangular inverso, con la única excepción de estructuras localizadas a 100 y 400 metros

con $\theta \approx 60^\circ$, donde los mayores incrementos están asociados a estructuras altas.

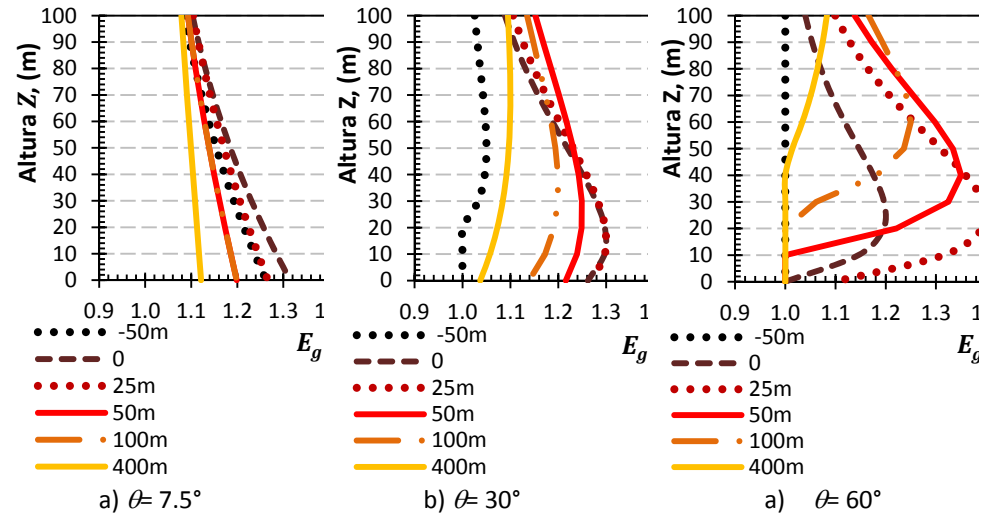


Figura 7. Comportamiento del factor de topografía E_g conforme a AIJ-06

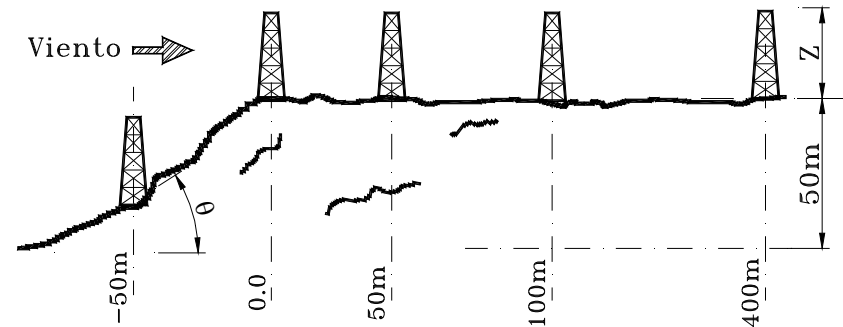


Figura 8 Posición supuesta de la estructura para ejemplificar el factor de topografía E_g

3.3 Reglamento mexicano NTCV-04

Las NTCV-04 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04) simplifica significativamente el factor de topografía. Propone magnitudes constantes sin tener una variación de los posibles efectos que se podrían presentar debido a la altura de la estructura H y su posición respecto a algún montículo o escarpe (figura 9). Igualmente, no considera el tamaño de los promontorios o escarpes (altura ni inclinación).

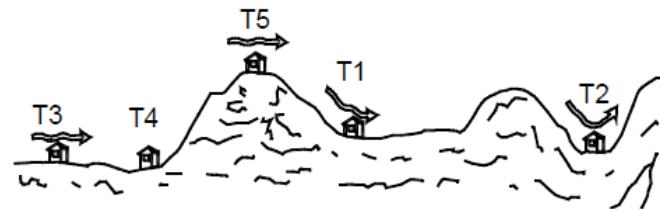


Figura 9 Identificación de formas topográficas propuestas en NTCV-04

La rugosidad empleada en la comparación de estos análisis corresponde a una zona plana con pocas obstrucciones y usa un factor $F_{TR}=1.10$ (terreno tipo T4) cuando la estructura está antes del montículo, un factor $F_{TR}=1.20$ (terreno tipo T5) cuando la estructura está en la cumbre y un factor $F_{TR}=0.80$ (terreno tipo T1) cuando la estructura está después del montículo (tabla 3.3 NTCV-04).

3.4 Reglamento Hindú IS875-87

El factor de topografía del reglamento hindú depende de la pendiente de la topografía θ . La expresión para determinar el factor de topografía (ecuación 11) depende de la magnitud del factor C se establece en la tabla 2 y el parámetro s se calcula como la proporción de la altura H y la longitud efectiva L_e (Ap. C-2.1 IS875-87).

$$k_3 = 1 + sC \quad (11)$$

Tabla 2. Magnitudes del parámetro C (Ap. C-2.1 IS875-87)

Pendiente	C	L_e
$3^\circ < \theta \leq 17^\circ$	1.2 (Z/L)	L
$\theta > 17^\circ$	0.36	$Z/0.3$

3.5 Reglamento americano ASCE-05

El factor de topografía K_{zt} se determina a partir de la ecuación 12. En este criterio, $K_{zt}=1.0$ para un terreno plano sin obstáculos. En ella, K_1 es un factor que considera cambios topográficos y el efecto de la velocidad máxima, que se determina en función de características del análisis y la categoría del terreno (tabla 3). H es la altura del escarpe o colina y L_h equivale a longitud L_2 de la figura 5.

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (12)$$

K_2 es el factor que considera la reducción de la velocidad en la cumbre en barlovento o sotavento. El factor se define mediante la ecuación 13, donde μ se define de la tabla 3 y X es la distancia de la cumbre a la ubicación de la estructura.

Tabla 3. Parámetros de incremento de la velocidad en escarpes y promontorios

Característica topográfica	$K_1/(H/L_h)$			γ	μ	
	Categoría del terreno				Barlovento	Sotavento
	B	C	D			
Promontorios en 2 D	1.30	1.45	1.55	3.0	1.5	1.5
Escarpes en 2 D	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4.0
Promontorios asimétrico en 3 D	0.95	1.05	1.15	4.0	1.5	1.5

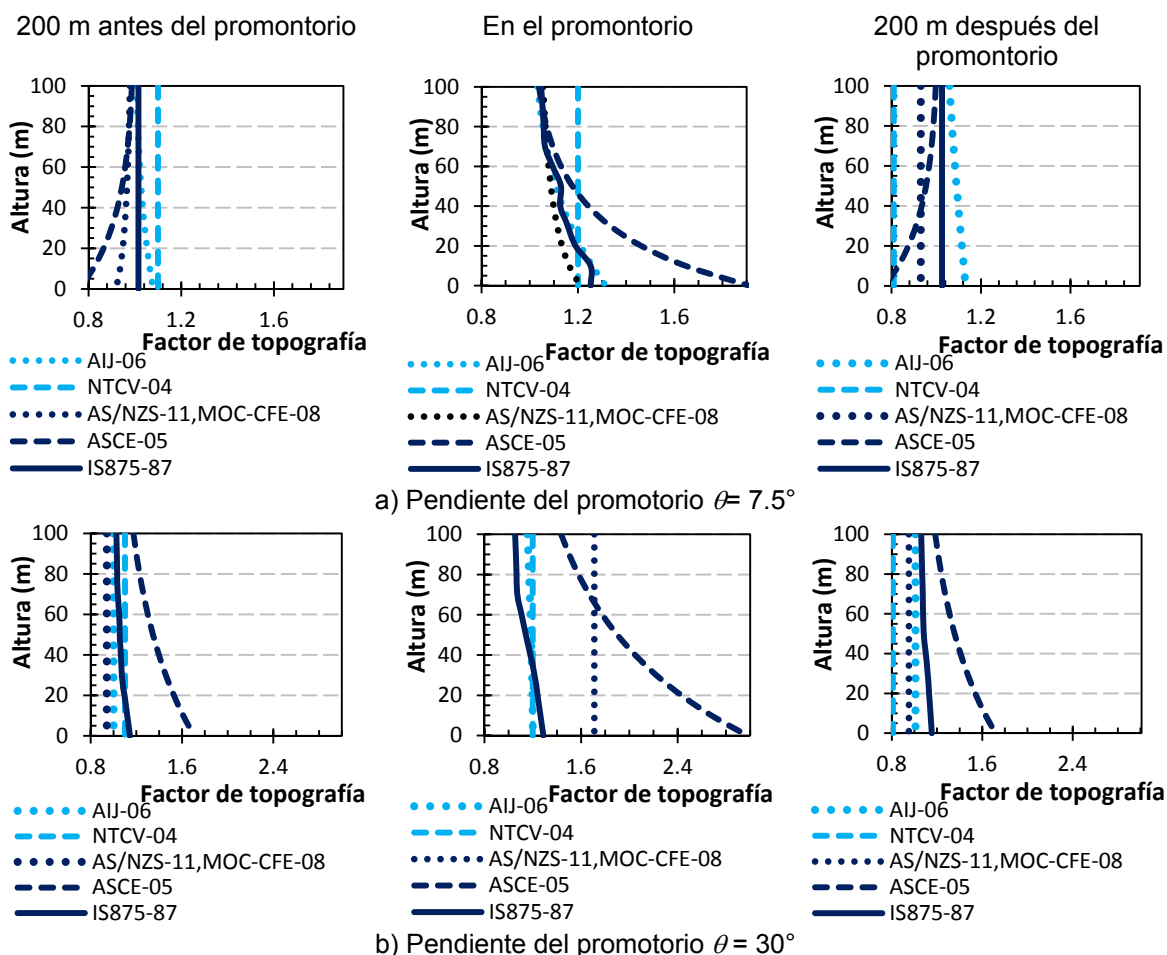
$$K_2 = 1 - \left(\frac{|x|}{\mu L_h} \right) \quad (13)$$

$$K_3 = e^{-\gamma z/L_h} \quad (14)$$

K_3 es el factor que considera la reducción de la velocidad del viento con la altura sobre el terreno local. El factor se define mediante la ecuación 14, donde λ se define de la tabla 3 y z es la altura donde se pretende determinar la presión del viento.

3.6 Comparación gráfica

En la figura 10 se muestra el comportamiento de los criterios en tres escenarios: a) $\theta = 7.5^\circ$, b) $\theta = 30^\circ$ y c) $\theta = 60^\circ$ con una posición de la estructura 200 m antes del promontorio, en la cumbre y 200 m después del promontorio (figura 11). En los cálculos, la altura del promontorio es variable para ajustar la inclinación requerida.



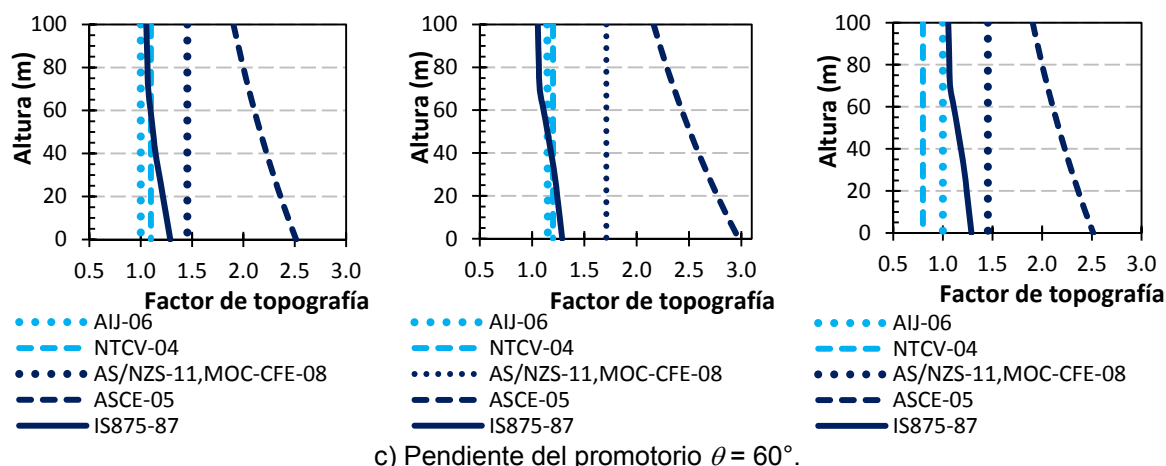


Figura 10. Variación del factor de topografía para una estructura en un promontorio

Las NTCV-04, que usan el método más simplificado con magnitudes constantes, son el promedio cuando la estructura se encuentra antes del promontorio y en la cumbre (figura 10). Sin embargo, el factor es poco conservador cuando la estructura se ubica después del montículo, ya que propone $F_{T NTCV} = 0.80$ y representa el límite inferior. El AIJ-06, pese a que es el criterio más complejo (por el cálculo de las constantes C_1 , C_2 y C_3), tiene un comportamiento que es aproximado a las NTCV-04, la mayor diferencia entre ambos se presenta cuando la estructura se ubica después del promontorio. Estos resultados indican que el factor de topografía no debe calcularse con procedimientos demasiado complejos, puesto que un criterio simplificado es una buena equivalencia de los resultados en túnel de viento.

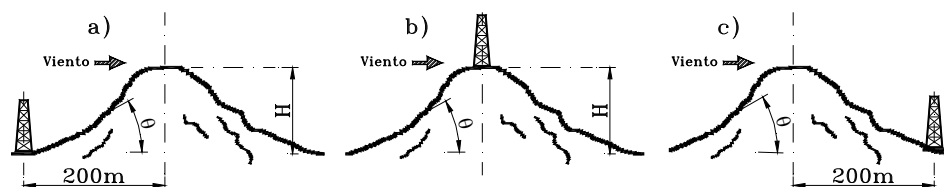


Figura 11. Definición de variables para la obtención del factor de topografía

Por otra parte, el criterio del AS/NZS-11 y MOC-CFE-08, que propone un factor calculado en una sola ecuación y que es el caso con complejidad intermedia, está asociado a magnitudes más grandes sobre todo cuando el promontorio está muy inclinado ($\theta = 60^\circ$). En la mayoría de los casos, el ASCE-05 es el límite superior; incluso en ocasiones duplica la magnitud propuesta por otros reglamentos.

La solución del problema de estos perfiles lenticulares propuesta en los reglamentos se obtiene analíticamente aplicando técnicas de transformación bilineal. La magnitud máxima del aumento de la velocidad por un obstáculo ocurre cuando la ecuación es evaluada en la cima de la colina con un obstáculo de forma semicircular (Meseguer *et al.* 2001). Siguiendo este procedimiento sería posible comprobar que la velocidad en la cima V es el doble de la velocidad cuando no hay colina ($V = 2V_0$); esto equivale al movimiento de un

fluido alrededor de cilindro. Sin embargo, el desprendimiento de la corriente rara vez alcanza magnitudes del doble, sino que la velocidad llega a ser hasta 1.5 veces la velocidad de la corriente incidente (sin obstáculo). Por esto, en la figura 10 es razonable que los factores propuestos por los reglamentos propongan magnitudes menores a dos, para cualquier posición de la estructura y altura del obstáculo. El caso del ASCE-05, llama la atención, puesto que implica que para estructuras de baja altura, la velocidad del viento en la cumbre podría hasta triplicar la magnitud del viento sin el obstáculo (figura 10c).

4. CAPA LÍMITE TERRESTRE NORMALIZADA

En la capa límite terrestre la velocidad media del viento aumenta de forma continua con la altura y para determinar esta variación se han sugerido diversas leyes de variación de la velocidad con la altura, siendo la ley de variación potencial y la ley logarítmica las que tradicionalmente han recibido mayor aceptación. La mayoría de los reglamentos (por ejemplo ASCE-05, NTCV-04, AIJ-06, MOC-CFE-08) proponen un criterio del perfil de velocidad potencial, puesto que es una ecuación extremadamente sencilla. Sin embargo, otros como el AS/NZS-11 y el Eurocódigo (no incluido en este estudio) recomiendan la utilización de la ley de variación logarítmica.

Así, debido a las diferentes rugosidades de terreno que podrían afectar la capa límite del viento sobre una estructura, las normas australianas plantean una interpolación que depende de las diferentes rugosidades de terreno (Ap. 4.2 AS/NZS-11). La magnitud se define en función de la categoría del terreno y la altura de la estructura. El factor de la altura $M_{z,cat}$ varía entre $M_{z,cat} = 0.75$ para estructuras menores a 3 m. de altura en terreno urbano hasta una magnitud de $M_{z,cat} = 1.38$ para terreno en campo abierto en estructuras mayores a 500 m de altura. Los comentarios del reglamento proporcionan ecuaciones para determinar este factor con base en un modelo matemático (AS/NZSC-11); por ejemplo, ecuación 15 para terreno con pocas obstrucciones.

$$M_{(z,2)} = 0.10 \ln z + 0.0001 z + 0.77 \quad (15)$$

El AS/NZS-11 es el único que estipula dos tipos de factores de variación en la altura dependiendo del estado límite que se está revisando. El primer estado corresponde al estado de servicio y el segundo corresponde al estado límite de resistencia (tablas 4.1A y 4.1B AS/NZS -11). El estado de servicio se refiere a los vientos que cotidianamente deberá soportar la estructura, mientras que el estado límite de resistencia se refiere a los vientos extraordinarios (Ap. C4.2.1 AS/NZSC-02).

El factor de variación de la velocidad F_α del viento en las NTCV-04 (Ap. 3.12 NTCV-04), se determina con la ecuación 16, que depende de la altura gradiente δ , medida a partir del nivel del terreno de desplante y del exponente α que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura; ambos son función de la rugosidad del terreno (tabla 3.2 NTCV-04).

$$F_\alpha = \begin{cases} 1.0 & \text{si } z \leq 10 \text{ m} \\ (z/10)^\alpha & \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta \\ (\delta/10)^\alpha & \text{si } z > \delta \end{cases} \quad (16)$$

El factor de variación E_r de la velocidad del viento del reglamento AIJ-06 (tabla 1) se determina con la ecuación 17 (Ap. A6.1.5 AIJ-06), que depende del cambio de la altura de la estructura Z sobre el parámetro Z_G y el parámetro α que representa la rugosidad del terreno (tabla A6.3 AIJ-06).

$$E_r = \begin{cases} 1.7 \left(\frac{Z}{Z_G} \right)^\alpha & Z_b < Z \leq Z_G \\ 1.7 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha & Z \leq Z_b \end{cases} \quad (17)$$

El factor de variación del viento F_{rz} (tabla 1) del MOC-CFE-08 (ecuación 18) depende de la altura de la estructura z , el coeficiente adimensional de la rugosidad del terreno c , el exponente que determina la variación del viento con la altura α y la altura medida a partir del terreno de desplante δ ; los cuales son función de la rugosidad (tabla 4.2.3 MOC-CFE-08).

$$F_{rz} = \begin{cases} c & \text{si } z \leq 10 \\ c \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha & \text{si } 10 < z < \delta \\ c \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha & \text{si } z > \delta \end{cases} \quad (18)$$

El reglamento hindú no proporciona ninguna ecuación que haga referencia al cambio de la velocidad del viento con la altura para las distintas categorías de rugosidad del terreno, sino que el diseñador debe determinar la influencia de la altura mediante una tabla e interpolar para las magnitudes intermedias (Ap. 5.3.2.4 IS875-87).

Finalmente, el factor de variación del viento del reglamento norteamericano ASCE-05 (ecuación 19) depende de la altura de la estructura z , el parámetro de velocidad de ráfaga a los 3 segundos y la altura nominal de la capa atmosférica z_g ; los parámetros dependen de la rugosidad del terreno (tabla 6-2 ASCE-05).

$$K_z = \begin{cases} 2.01 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha} & 15 \text{ ft} < z \leq z_g \\ 2.01 \left(\frac{15}{z_g} \right)^{2/\alpha} & z \leq 15 \text{ ft} \end{cases} \quad (19)$$

4.1 Comparación de perfiles de velocidad

En la figura 12 se muestra un análisis comparativo de los perfiles de velocidad propuestos por los reglamentos en estudio. Se seleccionó una categoría de terreno plano con pocas obstrucciones y se variaron las rugosidades del terreno. Los resultados están normalizados con la velocidad básica (velocidad regional V_R), que se supuso en todos los casos igual a 39 m/s siguiendo el criterio de las NTCV-04 para estructuras importantes con un periodo de retorno de 200 años. Con el propósito de que los cálculos fueran comparables, el factor del periodo de retorno del AIJ-06 resultó ser igual a $k_{rw}=1.037$.

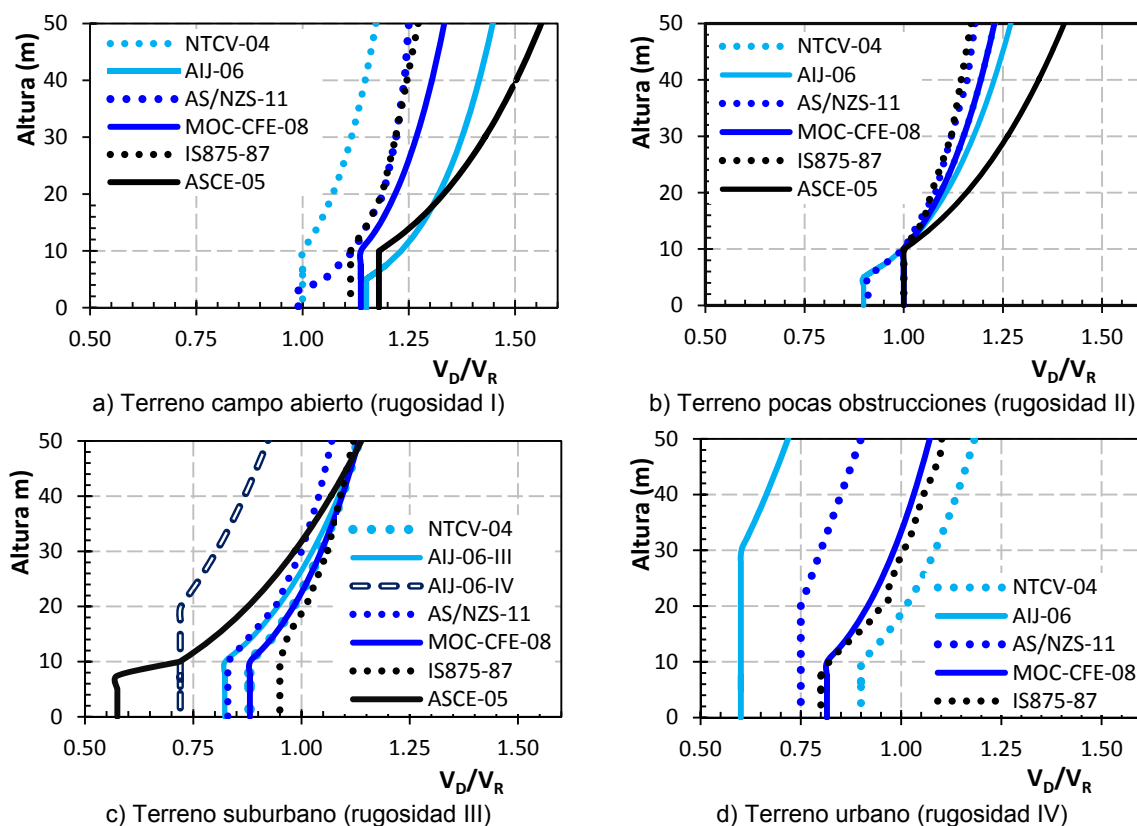


Figura 12. Comparación de perfiles de velocidad

La figura 12 tiene cuatro condiciones: campo abierto (rugosidad I, R1), terreno con pocas obstrucciones (rugosidad II, R2), terreno suburbano (rugosidad III, R3) y terreno urbano (rugosidad IV, R4). Dado que el AIJ-06 tiene cinco condiciones porque subdivide el terreno suburbano en (tabla 6.2 AIJ-06): zonas arboladas con pocos edificios (terreno III) y zonas propiamente suburbanas (terreno IV), ambas subcategorías se incluyeron en la figura 12c como terreno suburbano. En cambio, el ASCE-05 propone únicamente tres categorías.

Se nota que todos los reglamentos están normalizados, a partir de una rugosidad tipo II (con pocas obstrucciones) para una altura de 10 m. Los patrones normativos coinciden en proponer un criterio conservador con una magnitud constante para bajas alturas, aunque la altura límite es muy variable.

No se identifica una tendencia clara en la magnitud de los reglamentos; por ejemplo, las NTCV-04 son el límite inferior en una rugosidad tipo I, pero son el límite superior para rugosidad IV. Pese a que los cálculos tienen las mismas condiciones de temperatura, presión atmosférica, densidad del aire, factor de importancia, periodo de retorno, factor de dirección del viento, factor de protección, etc., los patrones de velocidad son distintos en función del país y, por consiguiente, las secciones transversales de las estructuras serían diferentes. La realidad es que para una cierta altura y una determinada condición de rugosidad no es posible saber con exactitud cuál es la velocidad del viento esperada, por lo que es complicado identificar el reglamento que

estipula el perfil correcto. En cambio, lo que debe llamar la atención es la poca similitud de los perfiles normativos.

Aunado a lo anterior, a una altura z significativa, donde la influencia de la superficie genere poca o nula turbulencia, la velocidad del viento debe tender a una magnitud constante (velocidad gradiente). Sin embargo, esto no ocurre en los perfiles normativos de la figura 12, sino que los perfiles tienden a magnitudes diferentes, lo que no concuerda con los fenómenos naturales.

5.0 AMPLIFICACIONES DINÁMICAS

Los efectos dinámicos relacionados con la ráfaga se evalúan incrementando la fuerza que estáticamente debe ser aplicada para evaluar los efectos del viento en estructuras que no son susceptibles a posibles efectos de tamaño y efectos de resonancia. Ese factor de amplificación dinámica, que depende del periodo fundamental de la estructura, es adimensional, y está restringido para estructuras con un periodo $T > 1.0$ seg y/o cuando $H/B > 5$. En las ecuaciones 20 a 25 se muestra el criterio propuesto por los reglamentos; mientras que en la tabla 4 se presenta un estudio comparativo de sus variables.

$$\text{NTCV-04 (Ap.5)} \quad G = 0.43 + g \sqrt{\frac{R}{Ce} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1.0 \quad (20)$$

$$\text{AIJ-06 (A6.6)} \quad G_D = 1 + g_D \frac{C_g}{C_g} \sqrt{1 + \phi_D^2 R_D} \quad (21)$$

$$\text{AS/NZS-11 (Ap. 6.2)} \quad C_{dyn} = \frac{1 + 2I_h \left[g_v^2 B_s + \frac{H_s g_R^2 SE_t}{\tau} \right]^{0.5}}{(1 + 2g_v I_h)} \quad (22)$$

$$\text{MOC-CFE-08 (Ap. 4.4.5)} \quad F_{AD} = \frac{1 + 2I_v(Z_s) k_p \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_s)} \left[\frac{C_{RG}}{C_G} \right] F_M \quad (23)$$

$$\text{ASCE-05 (Ap.6.5.8)} \quad G = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7g_Q I_z Q}{1 + 1.7g_v I_z} \right) \quad (24)$$

$$\text{IS875-87 (Ap. 9.1)} \quad C_{dyn} = \frac{1 + 2I_h \left[g_v^2 B_s + \frac{H_s g_R^2 SE}{b} \right]^{0.5}}{(1 + 2g_v I_h)} \quad (25)$$

La derivación del factor de amplificación se basa en asumir que el perfil que incluye los efectos dinámicos se obtiene a partir del viento promedio en 10 minutos más un cierto número de veces la desviación estándar de la respuesta (Peyrot 2009); es decir, un factor estadístico que se establece un poco arbitrariamente, según cada reglamento. Por esta razón, las variables que definen el factor de amplificación no son equivalentes entre sí (ecuaciones 20 a 25). Por esta razón, con el propósito de hacer notar la dependencia y comportamiento de las variables, a continuación, se centrará la atención en el criterio de las NTCV-04 (figura 13).

Tabla 4. Variables del factor de ráfaga

	NTCV-04	AIJ-06	AS/NZS-11	MOC-CFE-08	IS875-87	ASCE-05
Factor de amplificación dinámica	Ec. 20	Ec. 21	Ec. 22	Ec. 23	Ec. 24	Ec. 25
Factor de respuesta máxima	G es función del parámetro adimensional v	g_D es función del parámetro v_d	g_R es función del parámetro n_c .	k_p es función del parámetro adimensional v	g_v es constante igual a 3.5	g_v es constante igual a 3.4
Factor de excitación de fondo	B es función del área expuesta x_b y la altura H de la estructura	B_D es función de la altura H , el ancho B de la estructura y del factor de turbulencia L_H	B_s es función de la altura h y ancho promedio b_{sh} , la altura s y la intensidad de turbulencia L_h	B^2 depende de la altura h , el ancho promedio b y la escala de turbulencia $L(z_s)$	B_s depende de la altura h , ancho medio b_{sh} , altura s e intensidad de turbulencia L_h	Q depende de altura h , ancho B y la intensidad de turbulencia L_z .
Factor de reducción por tamaño	S es función de la altura H , la frecuencia fundamental de la estructura n_o , el ancho del área expuesta b y la velocidad de diseño V_H	S_D depende de la frecuencia fundamental de la estructura f_D , la altura H , el ancho B y la velocidad de diseño U_H	S es función de la altura y ancho medio, velocidad de diseño V_{des} , factor de resp. máxima g_v , intensidad de turbulencia I_h y frecuencia n_a	$S_L(z_s, n_{Lx})$ es función de la frecuencia fundamental n_{Lx} , la altura de la estructura $L(z)$, y velocidad media de diseño V_D	S depende de altura y ancho medio, vel. de diseño V_h , factor de resp. máxima g_v , intensidad de turbulencia I_h y frecuencia f_o	
Relación de energía en ráfaga	F depende del fundamental de la estructura x_o y la velocidad de diseño a la altura H	F depende de la frecuencia f_D , la velocidad de diseño U_H y el factor de turbulencia L_H				

El factor de amplificación no toma en cuenta el fenómeno que origina el viento (ecuaciones 20 a 25), por lo que los perfiles se incrementan en la misma proporción para vientos continentales, huracanes y fenómenos de ráfaga repentina (*downburst*). Asimismo, asume que la forma de la estructura y la presión ejercida permanecen inalteradas durante la aplicación de las demandas laterales.

5.1 Excitación de fondo B

El cálculo del parámetro de excitación de fondo B (ecuación 26) depende de la altura H de la estructura y el ancho promedio de la sección transversal b ; de manera que en el caso de estructuras piramidales, como una torre de transmisión, la altura y el mínimo del ancho del área expuesta varían con el aumento de la altura, por lo que es necesario determinar distintas magnitudes de parámetros de excitación de fondo.

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left(\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right) \left(\frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right) dx \quad (26)$$

En la figura 14a, se muestra el comportamiento de esta ecuación para diferentes anchos promedios de sección transversal b en función de la altura de la estructura H . Note que la ecuación 26 es de resolución compleja, por lo que los reglamentos incluyen gráficas para facilitar su obtención (por ejemplo, figura 14b). Es decir, con un ancho promedio de la sección transversal $b=1.0$ para una altura de $H=10$ metros, la solución exacta del factor de excitación de fondo calculado mediante la integral es igual $B=1.62$ (figura 14a), lo que se aproxima a la solución aproximada reglamento ($B=1.65$) para una relación igual a $b/H=0.1$ (figura 14b).

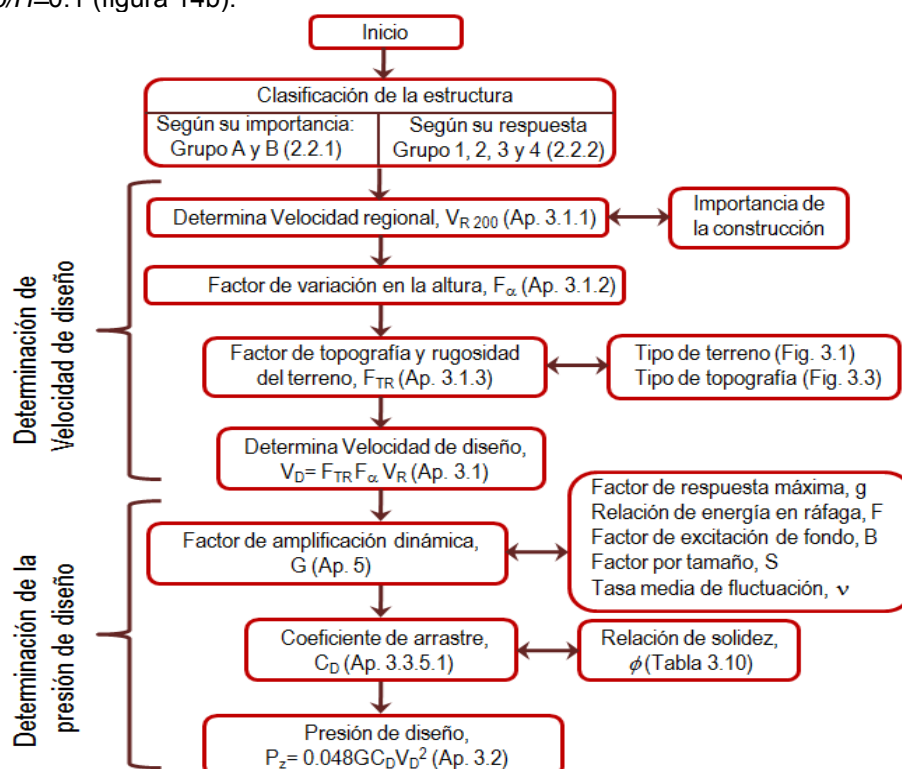
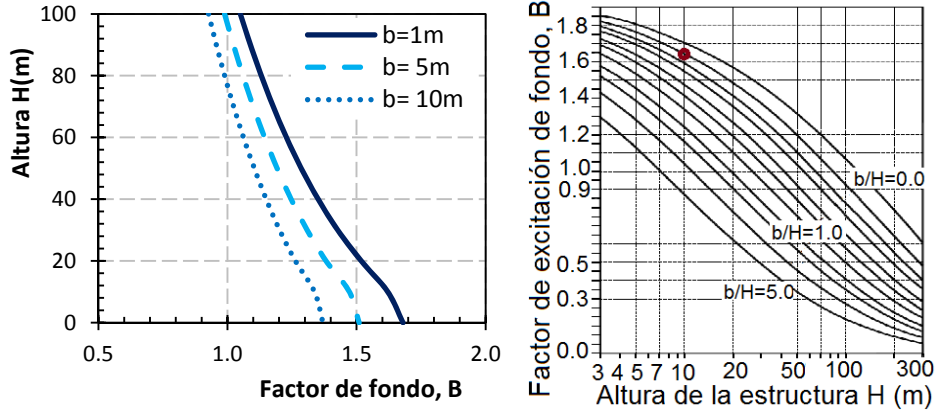


Figura 13. Procedimiento para obtener la presión de diseño según NTCV-04

En la figura 14a se observa que el factor es más importante para estructuras esbeltas de baja altura ($b=1$), de lo que se obtiene para estructuras

robustas. Sin embargo, para estructuras altas la magnitud del factor de fondo parece tender a una misma magnitud. Así, la mínima diferencia entre las curvas no parece ser justificar la complejidad de la resolución de la ecuación 26 en el proceso de diseño.



a) Comportamiento de la ecuación 26 b) Excitación de fondo (adaptada de NTCV-04)

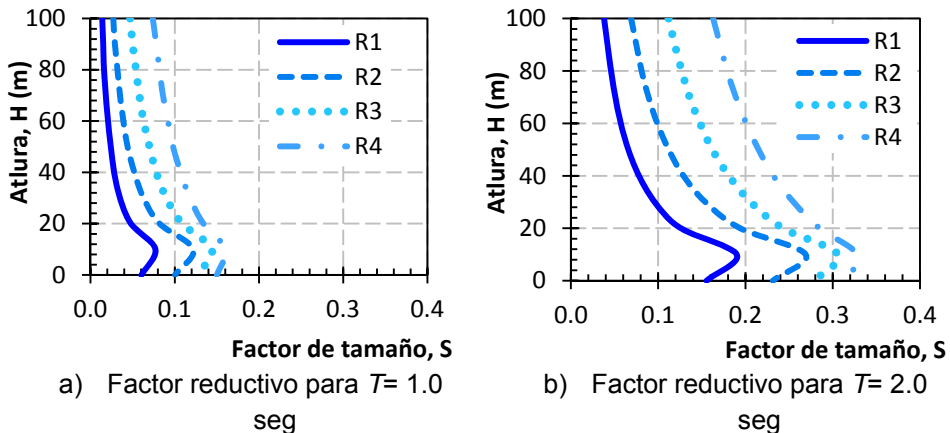
Figura 14. Factor de excitación de fondo B según NTCV

5.2 Factor reductivo de tamaño S

El factor reductivo de tamaño S (ecuación 27) es función de la frecuencia del modo fundamental de la estructura n_0 , la altura de la estructura H y $V_H = V_R(FC_e)^{0.5}$, donde V_R es la velocidad regional, R es un factor de rugosidad y C_e un factor correctivo por exposición. El factor correctivo se define como $C_e = (z/a)^n$, donde z es la altura y los parámetros a y n se definen según la condición de exposición (tabla 5.1NTCV-04).

$$S = \frac{\pi}{3} \left(\frac{1}{1 + \frac{8n_0 H}{3V_H}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{10n_0 b}{V_H}} \right) \quad (27)$$

En la figura 15 se muestra el comportamiento de la ecuación 27 en función del tipo de terreno para estructuras de hasta 100 m de altura con un periodo igual a $T=1$ seg y $T=2$ seg.



a) Factor reductivo para $T= 1.0$ seg

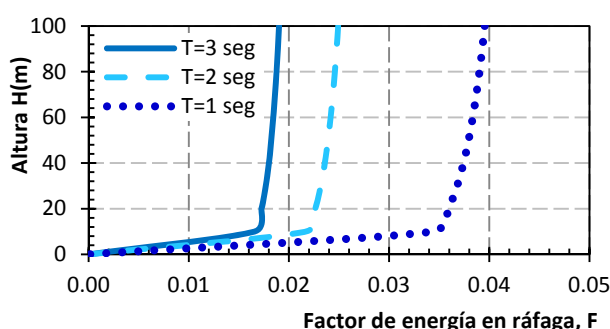
b) Factor reductivo para $T= 2.0$ seg

Figura 15. Factor reductivo de tamaño S

La rugosidad del terreno tiene una mayor influencia en el factor reductivo para estructuras esbeltas (con periodo más grande) y alturas menores a 20 m; donde el terreno de categoría IV (zonas urbanas) está relacionado con la magnitud más grande. En los cálculos, la rigidez de la estructura, a través del periodo tiene mucha influencia en la magnitud del factor. Finalmente, note que el factor reductivo se incrementa aproximadamente en la misma proporción del periodo fundamental entre los casos estudiados.

5.3 Relación de energía en ráfaga F

El comportamiento de la relación de energía en ráfaga se define con la ecuación 28; donde $x_0 = 1220n_0/V_H$. El comportamiento de la variable se muestra en la figura 16 en función de la altura de las estructuras H y del periodo fundamental desde $T = 1.0$ seg hasta $T = 3.0$ seg.

**Figura 16.** Relación de energía en ráfaga F según NTCV-04

$$F = \frac{x_0^2}{(1+x_0^2)^{4/3}} \quad (28)$$

La magnitud de la relación de energía en ráfaga depende altamente del periodo fundamental. El cálculo complica la determinación del factor de amplificación dinámico tal vez innecesariamente, puesto que es prácticamente constante cuando la altura es mayor a 10 m. La relación de energía en ráfaga F parece variar únicamente en estructuras bajas.

5.4 Tasa media de fluctuación ν y factor de respuesta máxima g

El comportamiento del criterio para la determinación de la tasa media de fluctuación ν (ecuación 29) y el factor de respuesta máxima g (ecuación 30) se muestran en la figura 17 y 18, respectivamente, en función de la altura de la estructura H y el periodo fundamental T . Estas ecuaciones están interrelacionadas y son función del factor reductivo por tamaño S (discutido en el apartado 5.2 de este artículo); relación de energía en ráfaga F (discutido en 5.3); frecuencia del modo fundamental de la estructura n_0 y de una fracción del amortiguamiento crítico β , que se supuso en este estudio igual a $\beta = 0.01$ para estructuras de acero. En estructuras de concreto la fracción del amortiguamiento recomendado es igual a $\beta = 0.02$.

$$v = n_o \sqrt{\frac{SF}{SF + \beta B}} \quad (29)$$

$$g = \left(\sqrt{2 \ln(3600v)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \ln(3600v)}} \right) \frac{1}{2.3} \geq 1.48 \quad (30)$$

En ambos casos, la magnitud de los factores es variable sólo en estructuras de baja altura ($H < 10$ m); en cambio en estructuras más altas, la magnitud es prácticamente constante. Note que la rigidez de la estructura (periodo) es relevante únicamente en el cálculo de la tasa media de fluctuación v ; pero es poco importante en el cálculo del factor de respuesta máxima g , porque su magnitud es muy aproximada, independientemente del periodo. Esto conlleva la posibilidad de que el factor de respuesta máxima g sea independiente del periodo (frecuencia) de la estructura, con el propósito de simplificar el procedimiento.

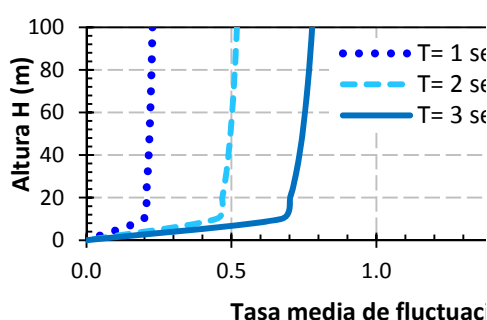


Figura 17. Tasa media de fluctuación

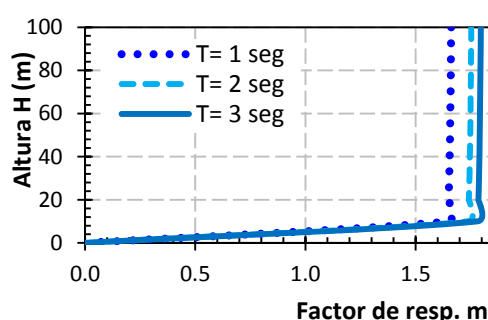


Figura 18. Factor de respuesta máximo

5.5 Factor de amplificación dinámica G

Finalmente, el factor de amplificación dinámica G definido en la ecuación 20, que se determina aplicando las ecuaciones anteriores, tiene el propósito de incrementar la magnitud de la presión, por lo que se espera que sea mayor a uno ($G > 1.0$).

Con el propósito de hacer notar el comportamiento de las variables discutidas en las secciones anteriores (ecuaciones 20, 27, 28 y 30). El procedimiento de determinación propuesto por las NTCV-04 se ejemplifica en la tabla 5 en función de la altura de las estructuras en rugosidad del terreno tipo II (pocas obstrucciones), un ancho de la estructura igual a $b = 0.10H$ y un periodo fundamental $T = 1.01$ seg; es decir, en el límite normativo para considerar los efectos dinámicos. Se observa que, pese a la complejidad del procedimiento de determinación, el factor de amplificación G es relevante sólo en estructuras de baja altura. De hecho, la magnitud de la Relación de energía en ráfaga F y el factor de respuesta máxima g es casi constante.

Tabla 5. Factor de amplificación dinámica G según las NTCV-04

Altura de la estructura, H	Factor de tamaño, S	Relación de energía en ráfaga, F	Factor de exposición, C_e	Factor de respuesta máxima, g	Factor de amplificación, dinámica, G
	Ec. 27	Ec. 28	$C_e = (z/a)^{\eta}$	Ec. 30	Ec. 20
100	0.0075	0.05380	1.9055	1.6858	1.00
80	0.0106	0.05269	1.7901	1.6920	1.00
60	0.0163	0.05129	1.6515	1.7080	1.00
40	0.0293	0.04939	1.4743	1.7289	1.00
30	0.0435	0.04808	1.3602	1.7425	1.01
20	0.0735	0.04630	1.2142	1.7591	1.11
10	0.1607	0.04340	1.0000	1.7803	1.31

En la figura 18 se muestra el comportamiento del criterio para la determinación del factor de amplificación dinámica propuestos por los reglamentos de este estudio (ecuaciones 20 a 25) en función de la rigidez de la estructura y con un amortiguamiento crítico $\beta = 0.01$.

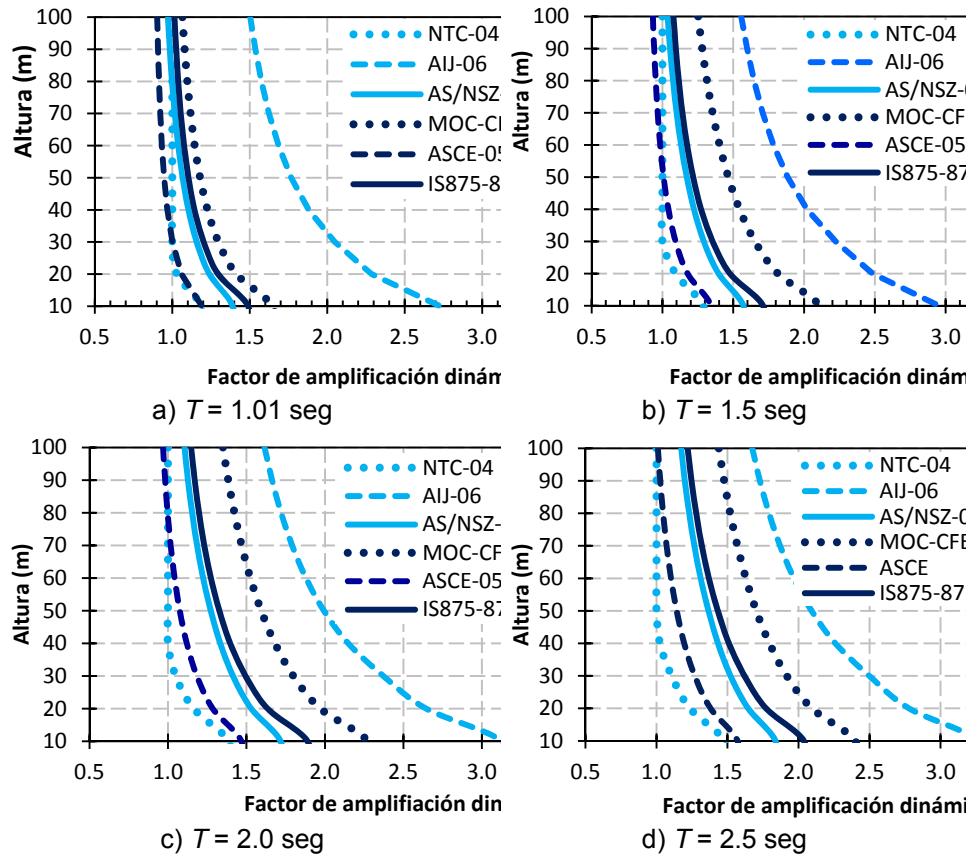


Figura 18. Comparación del factor de amplificación dinámica G

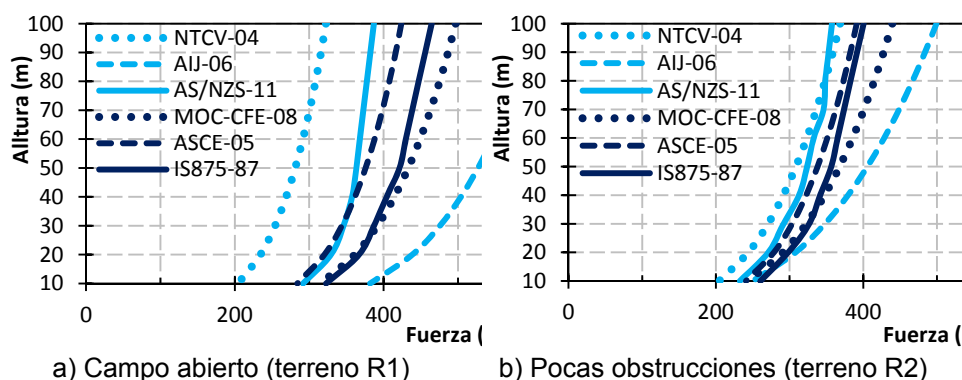
En todos los casos, las NTCV-04 es el límite inferior y el AIJ-06 es el límite superior, independientemente de la rigidez de la estructura. El factor de amplificación tiene una magnitud mayor en estructuras de baja altura; mientras

que en estructuras más altas (al menos normativamente) la magnitud tiende a la unidad; es decir, no incrementa la magnitud de la presión por efectos dinámicos. Por otra parte, el AIJ-06, que es el criterio más complejo en su aplicación, tiene un criterio que sugiere incrementar significativamente la presión asociada a los efectos dinámicos en comparación con los otros reglamentos. Se aprecia también, que pese a que los criterios son distintos, en terreno R1 (campo abierto) y R2 (pocas obstrucciones) el factor tiende a una misma magnitud (figura 18a y 18b).

Es importante hacer notar que no existe certeza sobre el número de veces (factor de amplificación) que hay que aumentar el perfil de velocidades estático para estimar los efectos del viento en una tormenta y una estructura reales. Por esta razón, sería una labor casi imposible establecer el criterio que se aproxima más a la solución real. Así, dada la incertidumbre, variabilidad de resultados (figura 18) y la complejidad del criterio (ecuaciones 20 a 25, tabla 4) parece sensata la necesidad de simplificaciones en los planteamientos.

6.0 FUERZAS DE DISEÑO

En esta sección se discuten las fuerzas de diseño (figura 19) para estructuras con un periodo fundamental $T < 1.0$ seg, con el propósito de hacer notar las diferencias entre los criterios estudiados cuando los efectos dinámicos relacionadas con el viento no son significativos. En los cálculos se supuso una velocidad regional igual a $V_R = 39$ m/s (140 km/hr) para un terreno plano e igualdad de condiciones de temperatura, presión atmosférica, densidad del aire, factor de importancia, periodo de retorno, factor de dirección del viento, factor de protección, etc. Por lo tanto, los patrones de fuerzas del viento dependen únicamente de la rugosidad del terreno, la altura y el factor topográfico (tabla 1). Nuevamente, las subdivisiones adicionales del AIJ-06 en zonas suburbanas se agruparon en la figura 19c.



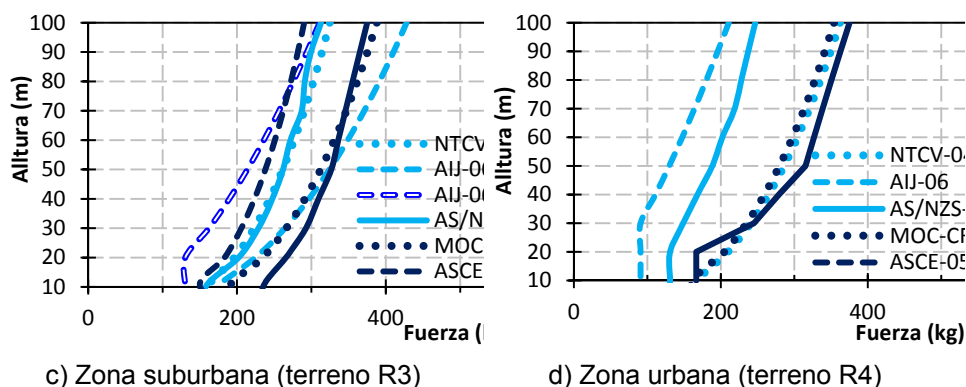


Figura 19. Fuerzas de diseño cuando $T < 1.0$ seg

En los terrenos R1 y R2 (figuras 19a y 19b), las NTCV-04 son el límite inferior y el AIJ-06 es el límite superior, siguiendo la tendencia del factor de amplificación dinámica (figura 18). Sin embargo, ante el aumento de la fricción del terreno no se sigue esa tendencia (figura 19c y 19d). En general, la magnitud de la fuerza especificada es notoriamente distinta entre los reglamentos comparados, principalmente en el terreno R1 y R4, pese a que fueron calculados ante las mismas condiciones. Esto conlleva implícito que una misma estructura tendría secciones estructurales diferentes dependiendo del reglamento, pese a que esté ubicada en condiciones equivalentes. Es posible conocer sobre otros aspectos normativos en un estudio sobre la presión del viento en estructuras esbeltas (torres de transmisión) en Ibarra (2014).

Con el propósito de evaluar la influencia de la rigidez y, por consiguiente, los efectos dinámicos del viento en los perfiles de fuerza lateral, en la figura 20 se muestra una comparación en función del periodo de la estructura. En los cálculos se supuso un terreno R2 (pocas obstrucciones) con una velocidad regional igual a $V_R = 39$ m/s (140 km/hr) y los mismos factores de temperatura, presión atmosférica, densidad del aire, factor de importancia, periodo de retorno, factor de dirección del viento y factor de protección. En la determinación del coeficiente de arrastre se supuso una relación de solidez hipotética igual a $\phi = 0.3$, que es congruente con la relación entre el área sólida y el área geométrica en estructuras esbeltas (Ibarra 2014; Ibarra y Tapia 2014).

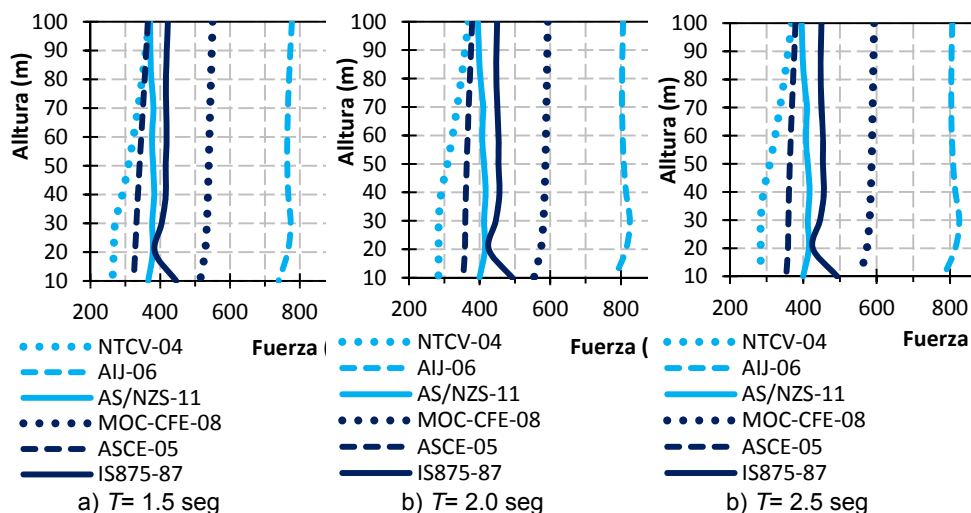


Figura 20. Fuerzas de diseño en función del periodo fundamental en terreno R2

El incremento de la magnitud de las fuerzas de diseño de una estructura con un periodo menor a 1.0 seg (figura 19b) y las estructura con $T > 1.0$ seg es predecible; puesto que los cálculos de la figura 20 deben incluir un factor de amplificación dinámica mayor a 1.0 (ecuaciones 20 a 25). Sin embargo, es de llamar la atención que la magnitud de las fuerzas incrementadas sea prácticamente la misma, pese a significativa variación de la rigidez lateral de la estructura (figura 20). En otras palabras, los resultados indican que los efectos dinámicos del viento afectan en forma casi equivalente una estructura sin importar su frecuencia de vibrar, teniendo como única premisa que su periodo sea mayor a 1.0 segundo.

Se nota la misma tendencia observada sobre los reglamentos que son el límite inferior y el límite superior (NTCV-04 y AIJ-06, respectivamente). En los perfiles (figura 20) la altura de la estructura no parece afectar la magnitud de las fuerzas, sino que éstas son asintóticas a una cierta magnitud. Finalmente, pese a que el planteamiento de determinación es variable, el ASCE-05; IS875-87 y AS/NZS-11 (reglamentos de Estados Unidos, India y Australia) tienen perfiles similares (figura 20); tendencia que era notoria desde antes de incluir los efectos dinámicos (figura 19b).

4. CONCLUSIONES

En este artículo se presenta un estudio comparativo sobre los criterios normativos para la determinación de la velocidad y fuerzas de diseño de seis reglamentos internacionales especializados en estructuras esbeltas con periodos de vibrar de hasta 2.5 seg. En el estudio se seleccionaron los siguientes reglamentos internacionales especializados en la determinación de los efectos del viento en estructuras esbeltas: el reglamento conjunto de Nueva Zelanda y Australia (AS/NZS 1170.2 2011); India (IS875-87 2003); Estados Unidos (ASCE 7-10 2010), Japón (AIJ-06 2006) y dos reglamentos usados en México (NTCV-04 y MOC-CFE-08). Los reglamentos comparados establecen una metodología que asume que existe una altura gradiente (un poco arbitraria) en la cual hay un viento hipotético sin turbulencia que se mantiene constante durante al menos 10 minutos.

Con base en los resultados y pese a que las condiciones topográficas pueden reproducirse con una aceptable semejanza entre los países, los resultados teóricos o experimentales que definen la magnitud del factor de topografía no son equivalentes. Por ejemplo, el reglamento japonés (AIJ-06) propone ecuaciones sofisticadas que se obtuvieron de elaboradas pruebas en túnel de viento y resulta el límite superior en prácticamente todas las comparaciones. En contraste, las NTCV-04 simplifican el procedimiento para calcular los efectos topográficos mediante tablas distinguiendo cinco únicos casos y resultan ser una buena aproximación del promedio de los criterios comparados, lo que establece la posibilidad de que planteamientos simples pueden ser una buena representación de los factores.

En la comparación de los perfiles de velocidad variando altura de las estructuras y rigidez lateral no se aprecia una tendencia clara en la magnitud de los reglamentos; por ejemplo, las NTCV-04 son el límite inferior en algunos casos, pero son el límite superior en otros. Además, se demuestra que pese a

que los cálculos tienen las mismas condiciones de temperatura, presión atmosférica, densidad del aire, factor de importancia, periodo de retorno, factor de dirección del viento, factor de protección, etc., los patrones de velocidad son distintos en función del país y, por consiguiente, una misma estructura tendría secciones transversales diferentes dependiendo del reglamento, pese a que las condiciones sean equivalentes. Se nota mucha variabilidad entre los perfiles de velocidad obtenidos siguiendo los criterios de los reglamentos y, obviamente, es muy complicado sugerir cuál de ellos se aproxima más a las solicitaciones reales. Así, los criterios parecen establecer una relación entre mejores diseños y una mejor estimación de los perfiles de velocidad con formulas más complejas, pero que dependen de factores difíciles de calcular y de relacionar con fenómenos físicos.

La magnitud del factor de amplificación dinámica es muy variable de un reglamento a otro. Esa variabilidad de los resultados para la obtención del factor de amplificación según cada reglamento hacen notar que no existe certeza sobre el número de veces (factor de amplificación) que hay que aumentar el perfil de velocidades estático para estimar los efectos del viento en una tormenta real. Por esta razón, sería una labor casi imposible establecer el criterio que se aproxima más a la solución exacta. En los casos estudiados, el factor de amplificación G es relevante sólo en estructuras esbeltas de baja altura, independientemente de su rigidez (periodo dominante). De hecho, algunas de las variables (por ejemplo la relación de energía en ráfaga F y el factor de respuesta máxima g) que se definen con ecuaciones complejas y sofisticadas tienen una magnitud casi constante.

En cada criterio, se nota poca diferencia en la magnitud de las fuerzas incrementadas por efectos dinámicos en estructuras esbeltas con periodos entre 1.0 seg y 2.5 seg, pese a la variación de la rigidez lateral. Es decir, los resultados indican que los efectos dinámicos del viento afectan en forma casi equivalente una estructura sin importar su frecuencia de vibrar, teniendo como única premisa que su periodo sea mayor a 1.0 segundo. Estos resultados comparativos sugieren eliminar o simplificar la dependencia de los perfiles de velocidades del periodo (o la frecuencia) de vibrar en algunos casos para facilitar al ingeniero la identificación de las demandas en estructuras esbeltas. El uso de magnitudes constantes en algunos factores parece ser una solución viable, con base en las tendencias observadas en los cálculos.

Finalmente, dado que los vientos que afectan las estructuras pueden provenir de una amplia variedad de efectos y todas las incertidumbres discutidos en este artículo, sería deshonesto pretender que la determinación de la demanda del viento está mejor calculada, a partir de complejas ecuaciones cuyos factores tienen premisas cuestionables o que al final resultan en perfiles que no se asemejan a las demandas reales. Los múltiples factores involucrados para disminuir la probabilidad de error distraen la atención de los detalles relevantes y no favorecen la consideración del sentido común en los resultados que se obtienen. Los autores reconocen los enormes esfuerzos en el desarrollo de los procedimientos normativos; tal que estos resultados pretenden únicamente enfatizar las incertidumbres y poner en evidencia que la complejidad de la formulación no es justificable; sino que es necesario simplificar los planteamientos.

REFERENCIAS

- ASCE 7-05 (2005). "Minimum design loads for buildings and other structures", ASCE Standard ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers, ISBN 0-7844-0809-2.
- AIJ-06 (2006) "Recommendations for Loads on Building. Chapter 6: Wind Loads", AIJ Architectural Institute of Japan. Japan.
- AIJC-06 (2006) "Commentary for Loads on Building. Chapter 6: Wind Loads", AIJ Architectural Institute of Japan. Japan.
- AS/NZS-02 (2011), "AS/NZS 1170.2. Structural design actions. Part 2: Wind actions", Australian/New Zealand Standard. March.
- AS/NZSC-11 (2011), "AS/NSZ 1170.2 Structural design actions. Commentary. Supplement to AS/NSZ 1170.2:2011", Australian/New Zealand Standard. September.
- Davenport, A.G. The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading on Structures, Proceedings, The Institution of Civil Engineers, Vol. 19, Issue 4, pp. 449-472, paper 6480, London, U.K. August; 1961.
- Kasperski, M. (2009), "Specification of the design wind load - A critical review of code concepts", J. Wind Engineering Ind. Aerodynamic. No. 97. pp. 335-357.
- Okada H, Y. Okuda y H. Kikitsu (2000), "Wind Load Provisions of the Revised Building Code in Japan", 33rd. Technical Report. Public Works Research Institute. Japan.
- Ibarra, S. (2014), "Estudio del mecanismo de colapso de torres de transmisión ante cargas laterales", Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería Estructural. Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco, México. Octubre.
- Ibarra S. y E. Tapia (2014), "Formación del mecanismo de colapso en torres de transmisión ante viento intenso", *Memorias, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- IS875-87, (2003), "IS:875 (Part3): Wind Load son Buildings and Structures", Indian Standard, India.
- Meseguer J, A. Sanz, J.M. Perales y S. Pindado (2001), "Aerodinámica civil", 1a. Edición McGraw-Hill. España.
- MOC-CFE-08 (2008), "Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo de Diseño por Viento", Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad, México.
- NTCV-04, (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño por viento", Gaceta Oficial del Distrito Federal, décimo cuarta época, tomo II, octubre.
- Peyrot, A.H. (2009), "Wind Loading: Uncertainties and Honesty Suggest Simplification", Proceedings, Electrical Transmission and Substation Structures Conference, American Society of Civil Engineers, pp. 184-208. Ohio, U.S.

RCDF-04, (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Mexicano (RCDF)". Gaceta Oficial del Distrito Federal, décima cuarta época, enero, Distrito Federal, México.